

Leibbrand

DIE
NECKARBRÜCKE BEI NECKARHAUSEN
IN HOHENZOLLERN

VON
MAX LEIBBRAND
LANDES-BAURAT IN SIGMARINGEN

MIT 24 ABBILDUNGEN IM TEXT UND 2 TAFELN



BERLIN 1903
VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000303957

01

NECKARBRÜCKE BEI NECKARHAUSEN

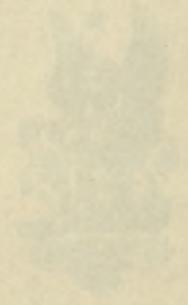
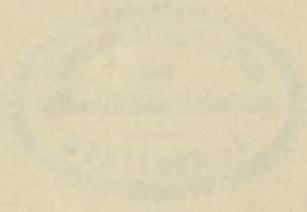
IN HOHENZOLLERN

MAX LEIBBRANDT

LEIBBRANDT

DRUCK-ANSTALT VON M. LEIBBRANDT

2. Aufl. 1865



LEIBBRANDT

DRUCK-ANSTALT VON M. LEIBBRANDT

X
1294

DIE
NECKARBRÜCKE BEI NECKARHAUSEN
IN HOHENZOLLERN

VON

MAX LEIBBRAND
LANDES-BAURAT

MIT 24 ABBILDUNGEN IM TEXT UND 2 TAFELN

F. No. 25 465



BERLIN 1903
VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN

9.59.
38.



III 33748

Sonderdruck aus der Zeitschrift für Bauwesen,
Jahrgang 1903.

Die seit alten Zeiten auf dem oberen Neckar und der Glatt schwunghaft betriebene Langholzflößerei war Ende vorigen Jahrhunderts infolge der Ausdehnung des Eisenbahnnetzes mehr und mehr zurückgegangen; gleichzeitig hatte die Ausnützung dieser Flüsse zu gewerblichen Zwecken erheblich zugenommen. So kam es, daß die Unterhaltungskosten der Floßstraßen in keinem richtigen Verhältnis zu dem Flößereibetrieb standen, während die Klagen der Werkbesitzer über Störungen durch diesen Betrieb immer dringender wurden.

Die Regierungen Preußens und Württembergs entschlossen sich daher durch Staatsvertrag vom 4. April 1899 die Flößerei auf diesen Wasserläufen aufzuheben. Zuvor war diesem Verträge gemäß von dem preußischen Dorfe Glatt nach der Bahnstation Neckarhausen eine Landstraße zur Fortsetzung der durch den württembergischen Teil des Glatttales führenden Staatsstraße mit Übergang über den Neckar zu erbauen, welche die Beförderung des bisher auf dem Wasser verflößten Langholzes aufnehmen sollte. Da das preußische Gebiet im Glatttal nur wenige Kilometer Länge mit einem einzigen Dorfe umfaßt, übernahm der württembergische Staat den größten Teil der Baukosten der Straße und der Neckarbrücke, zu welchen der preußische Staat, der Fürst von Hohenzollern und der Hohenzollernsche Landeskommunalverband feste Beiträge leisteten; die Ausführung und Unterhaltung der Bauten fiel dem Hohenzollernschen Landeskommunalverband zu. Die Straße in bevorzugter landschaftlicher Lage bietet technisch wenig Bemerkenswertes, während die Brücke durch ihre Abmessungen, Ausführung und Ausstattung beachtenswert ist.

Allgemeine Anordnung der Brücke.

Die Lage der Brücke, deren Entwurf aus dem Jahr 1896 stammt, ist bestimmt durch die Mündung der Glatt, für deren Hochwasser ein Vorland von 70 m belassen werden mußte, ferner durch die Forderung der Staatsbahnverwaltung, daß die Staatsbahn oberhalb der Endweiche des Bahnhofes Neckarhausen zu kreuzen sei, und durch die Absicht, den Neckar tunlichst senkrecht zur Stromrichtung zu überschreiten. Der Längenschnitt war festgelegt durch die Staatsbahn, welche in Schienenhöhe zu kreuzen war, und durch die Bestimmung, daß die Brückenrampen nicht mehr als 1,5 v. H. Steigung erhalten sollten. Für die Durchflußweite war das

bekannte größte Hochwasser von 1778 mit 650 cbm/Sek. bei einem Gefälle von 0,0018 maßgebend; die Meereshöhe dieses Wassers war nicht genau bekannt, aber aus den späteren Hochwassern insbesondere denjenigen der Jahre 1824 und 1849 auf 405,78 m berechnet worden; als zulässige mittlere Geschwindigkeit des größten Hochwassers wurden 3,5 m/Sek. angenommen, entsprechend dem groben Gerölle der Flußsohle. Der freie Hochwasserquerschnitt unter der Brücke ergab sich so zu 168 qm; um die Stützweite der Brücke auf 50 m zu verringern, wurde das Vorland unter der Brücke auf eine Länge von 80 m oberhalb und unterhalb desselben auslaufend um 50 cm abgehoben, wodurch 23 qm Durchflußweite gewonnen wurden.

Vergleichende Berechnungen ergaben, daß eine Brücke mit mehreren Öffnungen oder mit eisernem Oberbau gegenüber einer gewölbten Brücke mit einer Öffnung keine Ersparnisse gebracht hätten. Die Bogenzwickel tauchen 1,75 m in das Hochwasser ein; Bedenken hiergegen sind nicht zu erheben, nachdem die Brücke in Inzigkofen, bei welcher die Zwickel noch tiefer in das Hochwasser eintauchen, und welche seit der Erbauung mehrere große Hochwasser, darunter das bedeutendste seit hundert Jahren durchflutet haben, nicht den geringsten Schaden genommen hat. Der Aufstau der Brücke mit 23 cm oder nach der zu erwartenden Senkung der Sohle mit 20 cm war zulässig, da Gebäude im Staugebiet nicht liegen, während die Eisenbahn und die Straßen noch nahezu 1 m über dem Hochwasserspiegel hinziehen. Die Gründung der Brücke konnte nach den Bohrungen auf Anhydrit erfolgen; die 6 m unter Gelände angefahrenen dolomitischen Mergel (Orbicularisbänke), deren 3 bis 10 cm starke Bänke mit 1 bis 30 mm starken Tonschichten durchsetzt waren, zeigten genügende Tragfähigkeit, aber eine zweifelhafte Sicherheit gegen Abgleiten der Widerlager auf oder mit denselben; diese Bänke waren durch früheren Gletscherdruck aus ihrer ursprünglichen Lagerung verschoben und zeigten besonders in der linken Baugrube Faltungen bis 1,5 m Höhe. Die Massen der Widerlager wurden demgemäß tunlichst nach der Breite angeordnet, wodurch die Drucklinie rasch gesenkt und die Gefahr des Abgleitens vermindert wird. Vergleichende Berechnungen und ein Modell hatten gezeigt, daß bei dieser Anordnung zwar mehr Massen erforderlich sind, um die gleiche Standsicherheit gegen Kippen

des Widerlagers zu erreichen, als bei Anordnung der Widerlagermassen in der Längsrichtung, daß aber bei letzterer Anordnung die Gefahr des Gleitens eine größere ist. Da die Standsicherheit gegen Kippen sich statisch ermitteln läßt, während die Bestimmung der Reibungszahl eine unsichere bleibt, ist die Anordnung der Widerlagermassen der Breite nach zu bevorzugen, wo nicht von vornherein die Sicherheit gegen Gleiten gewährleistet ist. Die Widerlager sind als sogenannte verlorene der Drucklinie angepaßt.

Die äußere Gestaltung der Brücke ähnelt derjenigen in Inzigkofen, geht aber in der Freiheit der Anordnung vielfach über diese hinaus. Das Pfeilverhältnis ist trotz der großen Spannweite auf $\frac{1}{11}$ ermäßigt, der Scheitelhalbmesser beträgt rund 90 m, in Inzigkofen nur 65 m. Es dürfte damit die Neckarhauserbrücke unter allen ausgeführten massiven Brücken den größten Scheitelhalbmesser aufweisen; die neue Straßenbrücke über das Petrustal bei Luxemburg (Centralbl. der Bauverw. Jahrg. 1902 S. 461) hat z. B. nur 54 m Scheitelhalbmesser*). — Die Stützweite zwischen den Gelenken beträgt 50 m, die lichte Weite zwischen den Widerlagern 50,82 m, die Pfeilhöhe zwischen dem Scheitelgelenk und der Wagerechten durch die Kämpfergelenke beträgt 4,545 m.

Die Breite des Gewölbes wächst nach der Parabel von 4,8 m am Scheitel auf 5,60 m an den Kämpfern, wodurch eine erhöhte Standsicherheit gegen Winddruck, Hochwasser und Eisstoß erzielt wird. Das Gewölbe ist am Scheitelgelenk 85 cm, an den Kämpfergelenken 90 cm, an der Bruchfuge 1,2 m stark. Die Pfeilerchen zur Unterstützung der Fahrbahn sind 52/60 cm stark, ihr lichter Abstand beträgt nach der Breite der Brücke 73 cm, nach der Länge 1,34 m. Die äußeren Pfeilerchen haben zur Ausgleichung zwischen der Erbreiterung des Gewölbes und der geraden Stirne entsprechenden Anlauf erhalten. Die Fahrbahnplatte ist im Mittel 32 cm stark, die nutzbare Breite der Brücke zwischen den Geländern ist 5,5 m, wovon 4 m auf die Fahrbahn und je 75 cm auf die erhöhten Gehwege entfallen. Die Gehwegplatten ragen 62,5 cm über die Gewölbbestirne hinaus und sind mit der Fahrbahn verankert, sie dienen gleichzeitig als

*) Vielfach wird noch die Kühnheit einer Brücke nur nach der Spannweite beurteilt, diese ist nicht, oder doch nicht allein maßgebend; den Ausschlag gibt für diese Beurteilung vielmehr eben der Scheitelhalbmesser, da er die Größe des wagerechten Schubes bedingt. Die Gleichung für den wagerechten Schub des Parabelbogens — Drucklinie für gleichmäßige Belastung — lehrt, daß solche Bogen, sofern sie Abschnitte einer und derselben Parabel sind, d. h. sofern die Parameter die gleichen sind, den gleichen wagerechten Schub ausüben unabhängig von der Spannweite, solange nur die Belastung auf die Längeneinheit die gleiche bleibt. Letzteres gilt für die bewegliche Last ohne weiteres, solange es sich um eine Brücke für einen bestimmten Verkehr handelt, die Eigenlasten können innerhalb weiter Grenzen gleich sein oder gleich gemacht werden. Es ist nämlich, wie bekannt, der wagerechte Schub des Parabelbogens $H = \frac{q l^2}{8f}$, wenn q die gesamte Belastung auf das

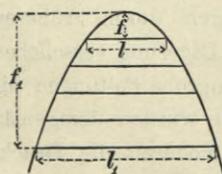


Abb. 1. Parabel.

die Bogen verschiedener Spannweite Abschnitte derselben Parabel bilden (Text-Abb. 1), in welchem Falle sich die wagerechten Schübe der Eigenlast und bei voller Belastung aller Öffnungen gegenseitig aufheben.

Meter Spannweite, l die Spannweite, und f die Pfeilhöhe bedeuten. Die allgemeine Gleichung der Parabel $\frac{y^2}{2x} = p$ geht mit $\frac{l}{2} = y$ und $f = x$ über in $\frac{l^2}{8f} = p$; daraus folgt $H = q \cdot p = \frac{q l^2}{8f}$, wenn q der Krümmungshalbmesser im Scheitel der Parabel ist. — Bogenbrücken mit mehreren ungleichen Öffnungen werden am besten so angeordnet, daß

Hauptgesims. Die Entfernung der Widerlagermitten beträgt 69,55 m, diejenige der Widerlagervorderkanten 62,38 m, die der Widerlagerhinterkanten 76,75 m.

Die Breite des Grundbetons ist 9,2 m, gleich der doppelten, ursprünglich nur zu 4,6 m angenommenen Breite des Gewölbes am Scheitel.

Das reiche von Kragsteinen und den verzierten Schlußsteinen der kleinen Entlastungsbogen getragene Hauptgesims krönt das verzierte schmiedeiserne Geländer.

Die Ortpfeiler, 7 m breit, ruhen auf den Widerlagern unmittelbar auf; an sie schließen sich steile Böschungskegel an; zum Schutze des Vorlandes gegen Unterspülung ist dieses unter der Brücke auf je 4 m Breite von den Widerlagern aus mit einer Betondecke auf Steinpackung versehen.

Die Brücke ist mit Gelenken ausgestattet; acht Paare von je 50 cm Breite sind im Scheitel und je neun Paare von gleicher Breite in den Kämpfern angeordnet. Wie

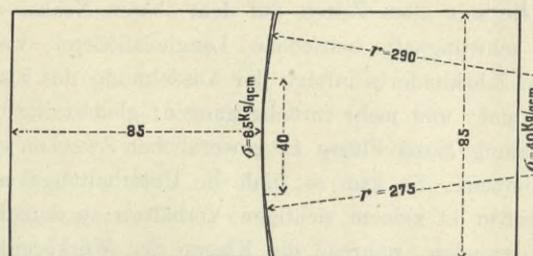


Abb. 2. Betongelenk.

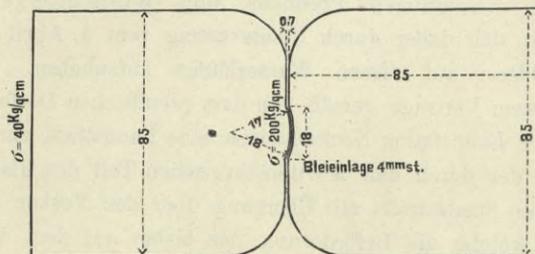


Abb. 3. Granitgelenk.

bei der Brücke in Inzigkofen wurden gußeiserne Stühle verwendet, die als Träger von gleichem Widerstand berechnet sind und 10 cm starke Stahlbolzen umfassen, da diese im Vergleich zu anderen Gelenkanordnungen billig, bequem zu versetzen und sicher wirkend sind (Abb. 7 Bl. 2). Reine Stein- oder Betongelenke, wobei die Gelenkteile aufeinanderrollen (Text-Abb. 2 u. 3) waren nicht verwendbar, da selbst bei einer Inanspruchnahme der Berührungsflächen der Gelenke von 85 kg/qcm für Beton und von 200 kg/qcm für Granit diese Flächen 40 cm und 18 cm breit hätten werden müssen; auch bei der sorgfältigsten Bearbeitung dieser Flächen ist eine Gewähr für die der Rechnung entsprechende Übertragung der Kräfte nicht vorhanden; außerdem wäre das Versetzen der großen Stücke, welches besondere Rüstungen erfordert hätte, nicht weniger teuer und schwierig geworden, als die Beschaffung von Steinen von hervorragender Festigkeit. Wenn auch Stahlgelenke mit gußeisernen oder stählernen Unterlagen, wobei die Gelenkteile aufeinanderrollen (Text-Abb. 4 u. 5), und wie solche z. B. bei der Neckarbrücke in Tübingen (Text-Abb. 6) in Anwendung kamen, einen sehr geringen Widerstand gegen Drehung leisten, so ist deren genaues Versetzen und Anpassen an die Wölbsteine derart mit Schwierigkeiten verknüpft, daß auch wenig Gewähr für

eine der Rechnung entsprechende Wirkung gegeben ist, außerdem werden diese Gelenke bei den hohen Stahlpreisen ebenfalls sehr teuer. Die Wahl der gußeisernen Zapfengelenke

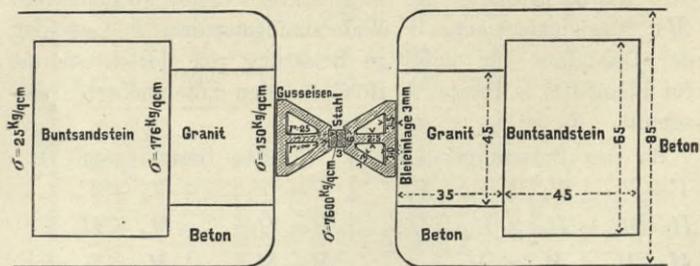


Abb. 4. Rollgelenk.

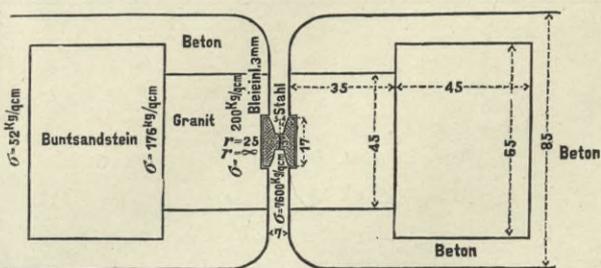


Abb. 5. Rollgelenk.

(Abb. 7 Bl. 2) ist noch gerechtfertigt worden, durch Versuche, die auf Veranlassung des Verfassers mit solchen Gelenken in der Materialprüfungsanstalt in München vorgenommen wurden; es sind infolge dieser Versuche gemäß den Berechnungen des Verfassers auch die Prinzregentenbrücke

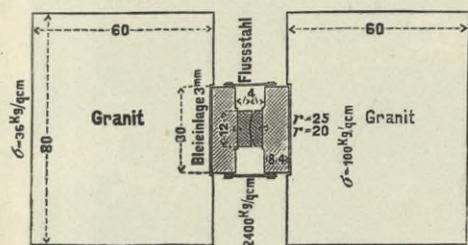


Abb. 6. Gelenk der Neckarbrücke in Tübingen.

in München und demnächst die Isarbrücke bei Bogenhausen mit solchen Gelenken versehen worden. Die Versuche, die Herr Professor Föppl leitete und deren Ergebnis er in Nr. 32 des Jahrganges 1901 des Zentralblattes der Bauverwaltung (S. 197) veröffentlichte, erstreckten sich insbesondere auf die Feststellung der Reibungswiderstände in den Gelenken und der zweckmäßigsten Schmierfette für dieselben. Es war zu erwarten, daß die bekannten Angaben über die Reibungszahlen bei den hohen Pressungen, wie sie in den Gelenken auftreten, nicht zutreffen. Die Versuche haben für solche Gelenke aus gußeisernen Stühlen mit eingeschlifften Stahlbolzen das Folgende ergeben:

1. Die Reibungszahl nimmt mit zunehmendem Druck in erheblichem Maße ab. Kleine Bolzendurchmesser sind also vorzuziehen.

2. Eine dünne Haut des Schmierfettes verbleibt auch bei hohem Druck zwischen Stuhl und Bolzen. Es wird also eine dauernde Schmierung erhalten.

3. Paraffin ist weitaus das günstigste Schmierfett für solche Gelenke, da für dieses Fett die Reibungszahl sehr klein ist und bei einer Zunahme der Pressung von 100 kg/qcm bis 600 kg/qcm auf die Querschnittsfläche des Bolzens von 0,0062 auf 0,0025 sinkt.

4. Auch bei ungeschmierten Bolzen ist die Reibungszahl eine mäßig große. Sie betrug für das Modell bei 50 kg/qcm Pressung 0,235, bei 200 kg/qcm 0,216. Die Drehung der Gelenke ist nach diesen Versuchen außer Frage. Es kann bei der Berechnung der durch die Reibung erzeugten Zusatzspannungen in den Gelenken und am Gewölbe mit sehr kleinen Reibungszahlen gerechnet werden. Hiernach stehen bei zweckentsprechender Erstellung, Zapfengelenke, die viele sonstige Vorteile bieten, den stählernen Rollgelenken hinsichtlich des erzeugten Reibungswiderstandes wenig nach.

Für die Gelenke der Neckarhauser Brücke war noch eine Reibungszahl $\mu = 0,4$ angenommen worden; welche Annahme nach den Versuchen Föppls viel zu ungünstig ist.

Als Baustoff der Brücke wurde Beton gewählt. Obwohl gute Bausteine des Buntsandsteins, des Keupers und des Muschelkalks in 8 bis 10 km Entfernung von der Baustelle erhältlich waren und der zum Betonieren erforderliche Sand 76 km weit mit der Bahn hergeschafft werden mußte, ergaben vergleichende Berechnungen, daß die Betonbrücke erheblich billiger als eine Steinbrücke wurde; von der Anwendung eines Betoneisenbaues wurde abgesehen, da die größeren Massen der reinen Betonbrücke günstig gegenüber den Verkehrslasten wirken und Ersparnisse mit einem Betoneisenbau nicht zu erzielen gewesen wären. Auch die Formgebung wird für eine reine Betonbrücke, weil der reinen Steinbrücke ähnlich, befriedigender, als bei einer Betonbrücke mit Eiseneinlagen. Der äußeren Ausstattung der Brücke ist dadurch ein besonderer Schmuck verliehen, daß die sichtbaren Hauptflächen in Granitnachahmung hergestellt sind, während die gegliederten Teile der Gesimse, die Kragsteine, Schlußsteine und die Binderschichten des Gewölbes in roter Sandsteinnachahmung ausgeführt sind (Text-Abb. 7).

Berechnung der Brücke.

Stützweite zwischen den Gelenken $l = 50 \text{ m}$,
 Pfeilhöhe $\frac{1}{11} l = 4,545 \text{ m}$,
 Verkehrslast 400 kg/qm Fahrbahn, 500 kg/qm Gehwege.
 Gehwege $2 \cdot 0,75 \cdot 500 = 750$
 Fahrbahn $4 \cdot 400 = 1600$ } 2350 kg = 1 cbm Beton auf

ein Längenmeter der ganzen Brückenbreite, dazu eine Dampfwalze von 15 t (Text-Abb. 8) als Einzellast = 5 cbm Beton neben dem Menschengedrange.

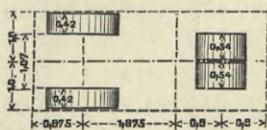


Abb. 8.

15000 kg — $2 \cdot 4,67 \cdot 400 \text{ kg}$
 $= 11264 \text{ kg} = 5 \text{ cbm}$.

Die Gewölbeachse ist der Drucklinie für Eigenlast angepaßt, die Gewölbestärken sind für die Belastung mit Verkehrslast nach Belastungsscheiden so bemessen, daß in keinem Querschnitt die Pressung 40 kg/qcm überschreitet, während die größten Beanspruchungen in allen Querschnitten nahezu gleich werden — gemäß der ersten Berechnung schwanken dieselben zwischen 37,4 und 39,5 kg/qcm, nach einer kleinen Verschiebung der Achse von 0 an den Gelenken bis 7 mm an der Bruchfuge bleiben dieselben zwischen 38,2 und 39,8 kg/qcm. — Zugspannungen treten nicht auf. Die lotrechten Abstände η_0 der Drucklinie für Eigenlast von der Scheitlagerechten ergeben sich für die Querschnitte mit dem Abstand a vom Scheitel, wenn P das Gewicht und b den

Abstand der Schwerlinie des Gewölbeteiles a vom Scheitel bedeutet, aus:

$$1) \eta_e = \frac{\sum_0^a P(a-b)}{H_e} \quad (\text{Text-Abb. 9}),$$

$$2) H_e = \frac{\sum_0^{\frac{l}{2}} P(\frac{l}{2}-b)}{f} = \frac{2647,12}{4,545} = 582,425 \text{ cbm},$$

$$3) A_e = \sum_0^{\frac{l}{2}} P = 232 \text{ cbm}.$$

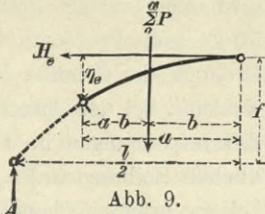


Abb. 9.

$$5) \dots \dots \dots R = \sqrt{H^2 - V^2}.$$

$$6) \dots \dots \dots e = \frac{M}{R}.$$

Hierbei bedeutet: H wagerechter Schub, V Querkraft, Mx Biegemoment, W Widerstandsmoment, e Ausschlag der Drucklinie für einseitige Belastung von der Drucklinie für Eigenlast, b Breite, h Höhe für den untersuchten Querschnitt. Es ist

für den Belastungsfall I:	für den Belastungsfall II:
$V = V_{kx} + V_{k\frac{l}{2}} + V_w + V_e.$	$V = V_{k\frac{l}{2}-x} + V_w + V_e.$
$H = H_{kx} + H_{k\frac{l}{2}} + H_w + H_e.$	$H = H_{k\frac{l}{2}-x} + H_w + H_e.$
$M = M_{kx} + M_{k\frac{l}{2}} + M_w.$	$M = M_{k\frac{l}{2}-x} + M_w.$

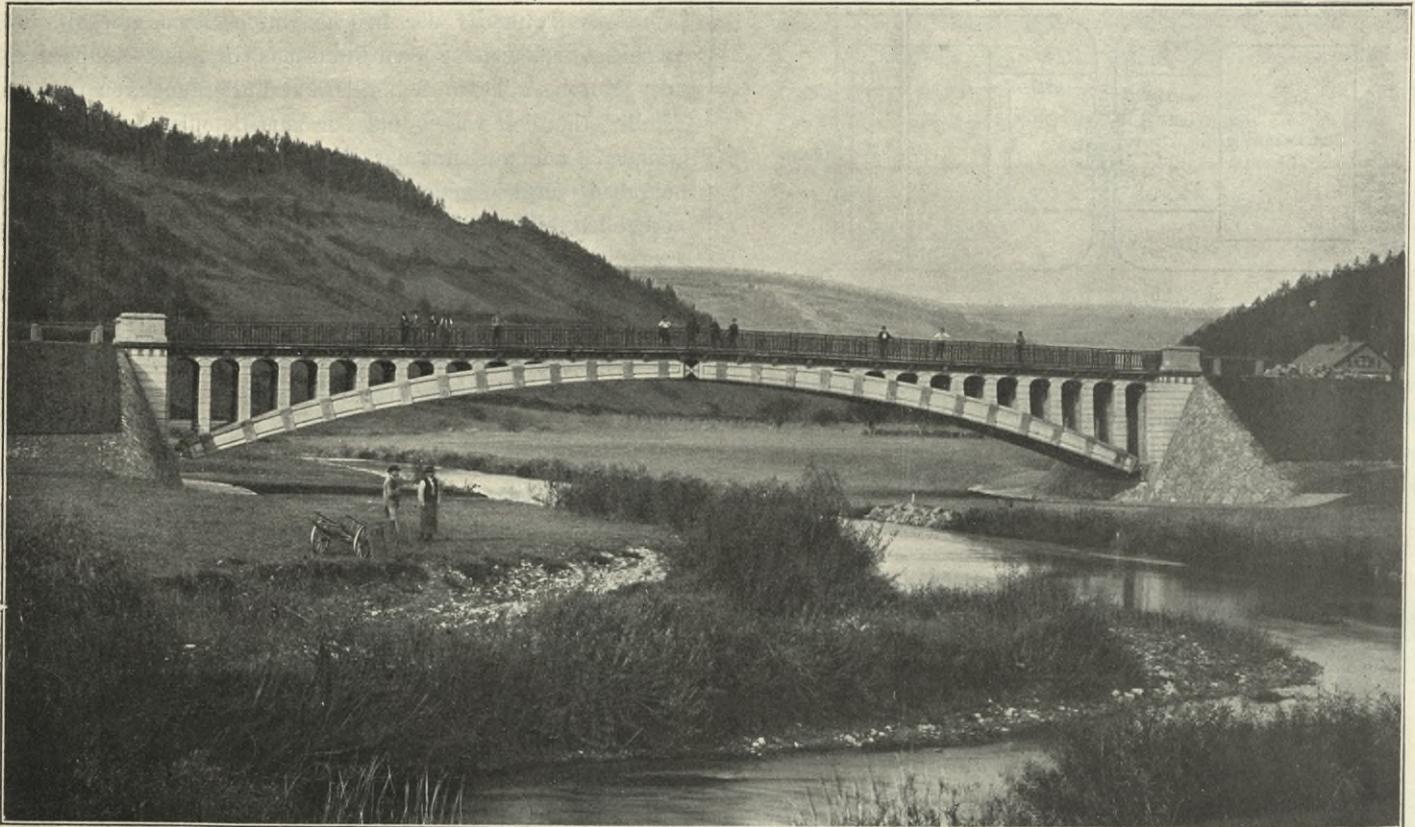


Abb. 7. Ansicht der Brücke bei Neckarhausen.

Teile	1	2	3	4	5	6	7	8
a	1,450	3,250	5,050	6,850	8,650	10,450	12,250	14,050
η_e	0,012	0,063	0,155	0,290	0,471	0,700	0,979	1,311
Teile	9	10	11	12	13	14	15	
a	15,850	17,650	19,450	21,250	23,050	24,850	25,000	
η_e	1,694	2,133	2,630	3,189	3,805	4,486	4,548	

Die größten Beanspruchungen σ durch Verkehrslast ergaben sich aus der Belastung eines Gewölbeteiles mit gleichmäßig verteilter Last, bis zur Belastungsscheide neben der Belastung mit der Dampfwalze (s. S. 283 Jahrgang 1896 dieser Zeitschrift) und zwar:

I. Fall: Belastung rechts der Lastscheide mit Dampfwalze möglichst nahe rechts am Scheitel (Abstand der Schwerlinie der Walze vom Scheitel 1,4 m).

II. Fall: Belastung links der Lastscheide mit Dampfwalze auf dem untersuchten Querschnitt.

Allgemein ist

$$4) \dots \dots \sigma_{\max} = \frac{R}{F} \pm \frac{Mx}{W}$$

$$\text{für rechteckigen Querschnitt} = \frac{R}{F} \left(1 + \frac{be}{h} \right).$$

Hierbei bezeichnen die Zeiger k_x , $k_{\frac{l}{2}-x}$ und $k_{\frac{l}{2}}$, die durch Belastung der Strecken x , $\frac{l}{2}-x$ und $\frac{l}{2}$ mit $k = 1 \text{ cbm/m}$ erzeugten Wirkungen, der Zeiger w die Wirkung der Belastung mit der Walze und der Zeiger e die Wirkung der Eigenlast. Die Werte V_e und H_e sind unmittelbar berechnet oder dem Kräfteplan für die Eigengewichtsdrucklinie, die übrigen Werte den Einflußlinien (Abb. 5 Bl. 2) entnommen, In Tabelle I und II sind die Werte für σ_{\max} auf Grund dieser Entnahmen berechnet.

Die Berechnung der Gelenke erfolgte unter der Annahme gleichmäßig verteilten Druckes auf die Grundflächen nach Biegebbeanspruchung. Das zu den Stühlen verwandte Gußeisen hatte eine Zugfestigkeit von 1735 kg/qcm.

Es ist:

1. Wagerechter Schub für Eigenlast $H_e = 582,425 \text{ cbm} = 1339,58 \text{ t}$,
2. Wagerechter Schub für Vollbelastung mit Walze im Scheitel $H_{k+w} = 664,93 \text{ cbm} = 1529,34 \text{ t}$,
3. Wagerechter Schub für Belastung einer Gewölbhälfte mit Walze dicht rechts des Scheitels $H_{\frac{k}{2}+w} = 630,56 \text{ cbm} = 1450,29 \text{ t}$,

Tabelle I. Für Belastung rechts der Belastungsscheide (größere η_1).

Dampfwalze 1.4 m rechts im Scheitel.

Posten. Achsverschiebung	$V_{k\frac{l}{2}}$	$V_e = \Sigma P$	$V = \Sigma V$	$H_{k\frac{l}{2}} + H_e$	$H = \Sigma H$	V^2	$\frac{R^2}{V^2 + H^2}$	$M_{k\frac{l}{2}} + M_e$	M	$R = \frac{M}{\sqrt{R^2}}$	$e = \frac{M}{R} (e_1^*)$	$b e$	h	$1 + \frac{b e}{h}$	$\frac{b_1}{b}$	$b h$	$\frac{R}{b h} = \frac{e R}{b h}$	$R \left(1 + \frac{b e}{h} \right)$	für die ganze Gewölbebreite	σ_{max} in kg für nur 4,8 m Breite vor der Achsverschiebung	Posten. Achsverschiebung
2 1 mm	0,81	22,94	32,35	4,13	633,91	1047	402889	19,39	26,28	634,73	0,041	0,246	0,97	1,253	4,81	4,665	136,1	170,5	39,21	39,05	2
4 2 mm	1,68	51,08	61,36	8,09	637,87	3766	410644	37,16	49,42	640,81	0,077	0,462	1,11	1,416	4,86	5,39	118,9	168,3	38,71	38,85	4
6 4 mm	2,52	82,01	93,13	11,45	629,78	8673	419849	48,25	63,64	647,94	0,098	0,588	1,18	1,498	4,94	5,83	111,1	166,5	38,29	38,96	6
8 7 mm	3,34	115,48	127,42	14,37	629,78	16236	431166	53,53	69,86	656,63	0,106	0,636	1,205	1,328	5,05	6,08	107,9	164,9	38,03	39,01	8
10 7 mm	4,10	151,49	164,19	16,85	629,78	26958	445089	46,92	60,70	667,14	0,091	0,546	1,18	1,462	5,20	6,14	108,7	158,9	36,55	38,73	10
12 5 mm	4,85	189,90	203,35	18,96	629,78	420864	41351	31,28	40,15	679,86	0,059	0,354	1,09	1,325	5,38	5,865	115,7	153,2	35,24	38,77	12

*) e_1 Ausschlag der Drucklinie nach der Achsverschiebung; die fetten Zahlen sind die nach der Achsverschiebung gewonnenen endgültigen Werte. Die Belastungen sind in Kubikmetern Beton à 2300 kg ermittelt.

Tabelle II. Für Belastung links der Belastungsscheide (kleinere η_2).

Walze über dem untersuchten Querschnitt.

Posten. Achsverschiebung	$V_{k\frac{l}{2}}$	$V_e = \Sigma P$	V	$H_{k\frac{l}{2}} + H_e$	$H = \Sigma H$	V^2	$\frac{R^2}{V^2 + H^2}$	$M_{k\frac{l}{2}}$	M	$R = \frac{M}{\sqrt{R^2}}$	$e = \frac{M}{R} (e_1^*)$	$b e$	h	$1 + \frac{b e}{h}$	$\frac{b_1}{b}$	$b h$	$\frac{R}{b h}$	$R \left(1 + \frac{b e}{h} \right)$	für die ganze Gewölbebreite	σ_{max} in kg für nur 4,8 m Breite vor der Achsverschiebung	Posten. Achsverschiebung
2 1 mm	-3,76	22,94	22,02	30,12	624,50	485	390485	18,28	26,08	624,89	0,042	0,252	0,97	1,259	4,81	4,665	133,95	168,6	38,78	39,05	2
4 2 mm	-1,04	51,08	53,23	26,33	618,73	2833	385680	34,30	50,00	621,02	0,0805	0,483	1,11	1,435	4,86	5,39	115,2	165,3	38,02	38,76	4
6 4 mm	+1,70	82,01	87,27	22,95	613,37	7616	383839	42,23	62,93	619,55	0,101	0,609	1,18	1,515	4,94	5,83	106,3	167,2	37,03	38,71	6
8 7 mm	+4,50	115,48	123,92	20,03	608,47	15356	385582	44,41	67,71	620,95	0,109	0,656	1,205	1,544	5,05	6,08	102,05	157,6	36,25	39,03	8
10 7 mm	+7,39	151,49	163,16	17,59	604,05	26621	391498	38,40	59,96	625,70	0,096	0,576	1,18	1,487	5,20	6,14	101,9	151,5	34,85	38,81	10
12 5 mm	+10,18	189,90	204,71	15,38	599,86	41906	401738	24,41	39,01	633,83	0,062	0,372	1,09	1,341	5,38	5,865	108,1	145,0	33,35	38,19	12

*) e_1 Ausschlag der Drucklinie nach der Achsverschiebung; die fetten Zahlen sind die nach der Achsverschiebung gewonnenen endgültigen Werte. Die Belastungen sind in Kubikmetern Beton à 2300 kg ermittelt.

4. Die bei Belastung einer Gewölbehälfte entstehende

$$V = \frac{kl}{8} + \frac{w}{2} = 8,75 \text{ cbm} = 20,125 \text{ t},$$

5. Die Eigenlast einer Brückenhälfte $\sum_0^{\frac{l}{2}} P = 232 \text{ cbm} = 533,60 \text{ t}.$

Die oberen Vorzeichen für Scheitelbewegung abwärts
 „ unteren „ „ „ „ „ aufwärts.

Zusatzspannungen infolge der Reibungswiderstände in den Gelenken.

Wirkung der Zapfenreibung. Bei einer Senkung des Scheitels durch Wärmeeinflüsse oder Belastung und bei der Ausschalung des Gewölbes erzeugt die Reibung in den

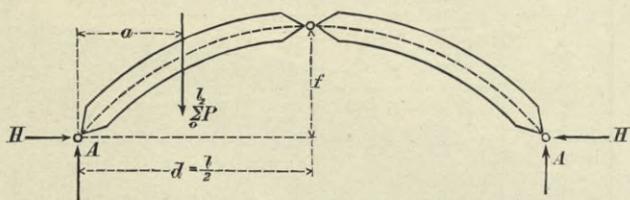


Abb. 10.

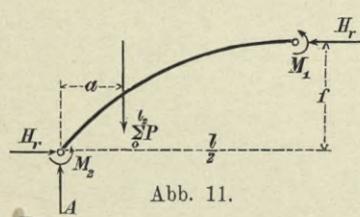


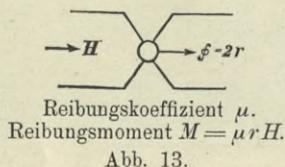
Abb. 11.

Gelenken die in den Text-Abb. 10 u. 11 angedeuteten Momente. Wird die geringfügige Änderung der Pfeilhöhe außer acht gelassen (um den reinen Einfluß der Reibung bei Beginn der

Bewegung festzustellen), so ergibt eine Momentengleichung für einen Querschnitt dicht rechts des Kämpfers Text-Abb. 12 u. 13:



Abb. 12.



Reibungskoeffizient μ .
 Reibungsmoment $M = \mu r H$.
 Abb. 13.

7) $M_2 = M_1 + H_r f - \sum_0^{\frac{l}{2}} P a$, worin

8) $M_1 = + \mu r_1 H_r$

9) $M_2 = - \mu r_2 R_r$ für Zapfengelenke

10) $R_r = \sqrt{H^2 + \sum_0^{\frac{l}{2}} P^2}$.

Durch Einführung der Werte der Gleichung 8 und 9 in Gleichung 7 und durch Auflösung der Wurzel nach der Formel $\sqrt{a^2 + b^2} = 0,96 a + 0,368 b$ für $a > b$ wird der aus der Reibung erwachsende wagerechte Schub:

11) $H_r = \frac{\sum_0^{\frac{l}{2}} P a \mp (0,368 \mu r_2 \sum_0^{\frac{l}{2}} P)}{f \pm (\mu r_1 + 0,96 \mu r_2)}$.

Für den wagerechten Schub der Eigenlast und mit $\mu = 0,4$ und $r = 5 \text{ cm}$ wird

$\mu r_1 = \mu r_2 = 0,02,$
 $0,96 \mu r_2 = 0,019,$

$0,368 \mu r_2 \sum_0^{\frac{l}{2}} P = 1,708 \text{ cbm}.$

Bei einer Scheitelsenkung wird sonach

12) $H_{r_e} = \frac{2647,12 - 1,708}{4,545 + 0,039} = 577,10 \text{ cbm}.$

Die Verminderung des wagerechten Schubes für Eigen- gewicht wird $582,43 \text{ cbm} - 577,10 \text{ cbm} = 5,33 \text{ cbm}.$

Nach Gleichung 8, 9, 10 wird

$M_{1_e} = + 11,54 \text{ cbm},$

$M_{2_e} = - 12,44 \text{ „}$

$R_{r_e} = 621,99 \text{ „}$.

Für Vollbelastung der Brücke mit $k = 1 \text{ cbm/m}$ und mit der Dampfwalze im Scheitel wird ebenso $H_r k_w = 658,83 \text{ cbm}$ und die Verminderung des wagerechten Schubes gegenüber dem wagerechten Schub der Ruhe ohne Reibung wird $664,93 \text{ cbm} - 658,83 \text{ cbm} = 6,10 \text{ cbm};$ daraus wird

$M_{1_k} = + 13,18 \text{ cbm}.$

$M_{2_k} = - 14,16 \text{ „}$

$R_{r_k} = 708,10 \text{ „}$

Um die Spannungen in den einzelnen Bogenquerschnitten zu ermitteln, wurde eine Brückenhälfte als „Bogen mit un- gleichen Stützhöhen und mit den Kämpfermomenten M_1 und M_2 “ betrachtet (Text-Abb. 14). Bei symmetrischer Brücken- belastung wird für einen Querschnitt x (Text-Abb. 15)

13) $V_x = A - \sum_0^x P = \sum_0^d P - \sum_0^x P = \sum_x^d P.$

14) $M_x = \frac{d-x}{d} (M_2 + \sum_0^x P a) + \frac{x}{d} (M_1 + \sum_x^d P [d-a]) - (y - \frac{f}{d} x) H_r,$

15) $R_x = \sqrt{H_r^2 + V_x^2},$

16) $e = \frac{M_x}{R_x},$

17) $\sigma = \frac{R_x}{b h} (1 \pm \frac{6e}{h})$ (Text-Abb. 16).

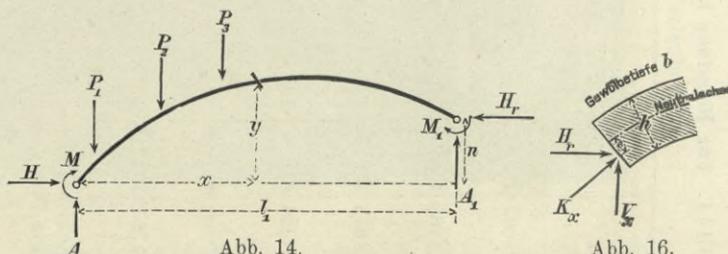


Abb. 14.

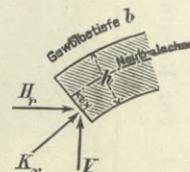


Abb. 16.

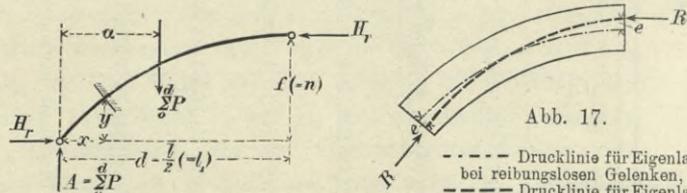


Abb. 15.

Abb. 17.
 - - - Drucklinie für Eigenlast bei reibungslosen Gelenken,
 - - - Drucklinie für Eigenlast bei Reibung der Gelenke nach Scheitelsenkung.

Die durchgeführte Berechnung zeigte, daß die negativen Momente im Kämpfer, die positiven im Scheitel am größten, die Momente in der Nähe der Bruchfuge aber gleich 0 werden (Text-Abb. 17).

Für die Kämpfer mit $x = 0$ wird in unserem Falle

$M_{x=0} = M_2 = \begin{cases} -12,44 \text{ m/cbm} & \text{für Eigenlast,} \\ -14,16 \text{ „ „} & \text{Vollbelastung,} \end{cases}$

$e = \frac{M_2}{R} = \begin{cases} -0,02 \text{ m} & \text{für Eigenlast,} \\ -0,02 \text{ „ „} & \text{Vollbelastung,} \end{cases}$

$\sigma_{\max} = + \frac{R}{b h} \cdot 1,133 = \begin{cases} 37,52 \text{ statt } 33,38 & \text{für Eigenlast,} \\ 42,71 \text{ „ „ } 38,00 & \text{Vollbelastung.} \end{cases}$

Differenz $\Delta\sigma$ sonach = $\begin{cases} + 4,1 \text{ kg/qcm} & \text{für Eigenlast,} \\ + 4,7 \text{ ,,} & \text{,, Vollbelastung.} \end{cases}$

Für den Scheitel mit $x = \frac{l}{2}$ wird

$$M_{\frac{l}{2}} = M_1 = \begin{cases} + 11,54 \text{ m/cbm} & \text{für Eigenlast,} \\ + 13,18 \text{ ,,} & \text{,, Vollbelastung,} \end{cases}$$

$$e = \frac{M_1}{H_r} = \begin{cases} + 0,02 \text{ m/cbm} & \text{für Eigenlast,} \\ + 0,02 \text{ ,,} & \text{,, Vollbelastung,} \end{cases}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{H_r}{bh} \cdot 1,141 = \begin{cases} 37,12 \text{ statt } 32,84 & \text{für Eigenlast,} \\ 42,38 \text{ ,, } 37,48 & \text{,, Vollbelastung.} \end{cases}$$

$$\Delta\sigma = \begin{cases} + 4,28 \text{ kg/qcm} & \text{für Eigenlast,} \\ + 4,90 \text{ ,,} & \text{,, Vollbelastung.} \end{cases}$$

Nach den Versuchen Föppl's wird für das mit Maschinenfett geschmierte Gelenk bei einer Pressung auf den Bolzenlängenschnitt von

$$= \frac{1529,34 \text{ t}}{8 \cdot 50 \cdot 10} = 382 \text{ kg/qcm.}$$

Die Reibungszahl $\mu = \text{rd. } 0,14$, bei Schmierung mit Paraffin dagegen wird diese Zahl $\mu = 0,028$.

Für die Kämpfer wird

	mit $\mu = 0,140$	$\mu = 0,028$
$Hrk =$	662,750 cbm	664,510 cbm
$Rk =$	711,370 ,,	713,380 ,,
$M_1 = +$	9,280 ,,	+ 1,860 ,,
$M_2 = -$	9,960 ,,	- 2,000 ,,
$e =$	0,013 m	0,003 m
$\sigma =$	41,190 kg/qcm	38,100 kg/qcm
$\Delta\sigma =$	3,190 ,,	1,100 ,,
	mit $\mu = 1$ wird $M_1 = 33 \text{ cbm,}$	
	$e = 5 \text{ cm,}$	
	$\Delta\sigma = 13 \text{ kg/qcm.}$	

Die Berechnung lehrt, wie wichtig es ist, die Bolzen genau in die Lager einzuschleifen und zu schmieren.

Pressung des Betons an den Gelenkflächen.

Für die unter Berücksichtigung der Abfasung der Gewölbe an den Gelenken wirksame Gewölbebreite in den Gelenken von 4,5 m wird der Druck auf das Zentimeter Gewölbetiefe für Vollbelastung (Text-Abb. 18):

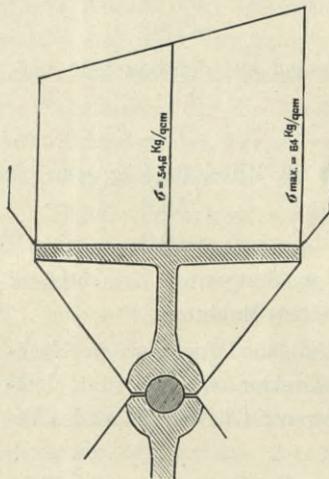


Abb. 18.

$$\frac{1529340}{4,50} = \text{rd. } 3400 \text{ kg.}$$

Bei 0,85 m Querschnittshöhe des Betons im Scheitel

$$s = \frac{3402}{85} = 40 \text{ kg/qcm.}$$

Bei acht Stühlen im Scheitel von 50/70 cm Grundfläche wird die Beanspruchung des Betons an dieser Fläche

$$s_1 = \frac{1529340}{8 \cdot 50 \cdot 70} = 54,62 \text{ kg/qcm.}$$

Infolge der Reibungswiderstände im Zapfen ergibt sich für $\mu = 0,4$ nach Gleichung 14:

$$e = 0,02 \text{ m,}$$

$$\sigma = k \left(1 + \frac{be}{h} \right) = 54,62 \left(1 + \frac{72}{70} \right) = 64 \text{ kg/qcm.}$$

Im Kämpfer wird bei 9 Paar Stühlen von den Abmessungen der Scheitelgelenkstühle die Pressung geringer, nämlich 46,2 kg/qcm. Mit Zapfenreibung $\mu = 0,40$ wird diese Pressung 57,8 kg/qcm.

Die Zusatzspannungen durch Winddruck, Eisstöße und Hochwasser sind nicht berechnet, da solche bei der gewählten Anordnung ohne besondere Bedeutung sind.

Die größten Biegungsbeanspruchungen der gußeisernen Gelenkstühle werden 221,3 kg/qcm Zug und 346 kg/qcm Druck.

Zum Vergleich sei hier die Rechnung für ein Stahlrollgelenk durchgeführt nach Text-Abb. 4 und 5.

a) Druckfestigkeit.

Auf Grund der Hertz'schen Theorie über die Beanspruchung zweier unter der senkrechten Kraft P sich berührenden Zylinderflächen wird die halbe Größe der Abflachung (Text-Abb. 19).

$$18) \dots b = \sqrt{\frac{P e_1 + e_2}{\pi \frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}}}$$

und die größte Druckbeanspruchung

$$19) \dots s = \frac{2P}{\pi \cdot b}$$

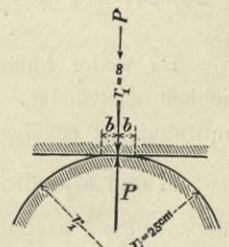


Abb. 19.

In vorliegendem Falle wird mit

$$e_1 = e_2 = \frac{32}{9E} \text{ und } r_1 = r; r_2 = \infty.$$

$$20) \dots b = \frac{16}{3} \sqrt{\frac{Pr}{\pi E}}$$

Bei 14 Stühlen im Scheitel von je 30 cm Länge ist $P = \frac{H}{14 \cdot 30} = \frac{1529,34}{14 \cdot 30} = 3640 \text{ kg/cm}$ Länge, ferner ist $r = 25 \text{ cm, } \pi = 3,14, E = 2200000 \text{ kg/qcm.}$

Es wird $b = \sqrt{0,094} = 0,306 \text{ cm}$ und die gesamte Breite der Berührungsfläche $2b = 6,12 \text{ cm}$. Der größte Druck in derselben wird $s_{\max} = \frac{2 \cdot 3640}{3,14 \cdot 0,306} = 7577 \text{ kg/qcm.}$

Die Größe y der Zusammendrückung der Platte sowohl als des Zylinders wird als Parabelpfeil (Text-Abb. 20) berechnet.

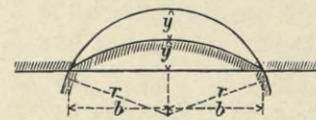


Abb. 20.

$$21) y = \frac{f}{2} = \frac{b^2}{4r} = \frac{0,094}{100} = 0,00094 \text{ m} = 1/100 \text{ mm.}$$

b) Gleitung.

Der Reibungswinkel zwischen dem wagerechten Schub und der Querkraft im Scheitel bei einseitiger Belastung ist zu berechnen mit

$$22) \dots \text{tg } \varphi = \frac{V}{H_k} = \frac{8,75}{630,56} = 0,014.$$

Die Reibungszahl zwischen Stahl und Stahl bei der hohen Pressung von rund 7600 kg/qcm muß also $> 0,014$ sein, wenn ein Abgleiten einer Gewölbehälfte nicht stattfinden soll; es ist anzunehmen, daß dem so ist; Versuche hierfür fehlen.

c) Reibungswiderstand bei der Abrollung.

Nach der Formel für rollende Reibung ist das Widerstandsmoment der Reibung

$$23) \dots M = Qf.$$

Mit $f = 0,0005$ m für Gußeisen auf Stahlschienenen (Angaben für Stahl auf Stahl fehlen) wird

$$M = 1529340 \cdot 0,0005 = 765 \text{ mkg},$$

$$= 0,33 \text{ mcbm gegen } 13,18 \text{ mcbm},$$

bei Zapfenreibung mit der Reibungszahl $\mu = 1,0$.

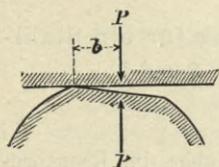


Abb. 21.

Wird die elastische Gegenwirkung der gedrückten Fasern, welche dem Rollen zugute kommt, vernachlässigt, so muß die Abrollung als ein Kippen um die äußere Kante der Abflachungen angesehen werden (Text-Abb. 21). Das Kippmoment beträgt dann

$$24) M_1 = P \cdot b = 1529340 \cdot 0,0031 = 664,93 \text{ cbm} \cdot 0,0031.$$

$$= 4700 \text{ mkg} = 2,05 \text{ mcbm}.$$

Da weder bloßes Kippen noch reines Rollen in Wirklichkeit stattfindet, sondern beide Bewegungen gleichzeitig auftreten, ist es angemessen das Mittel aus

$$M \text{ und } M_1 \text{ also } M = \frac{0,33 + 2,05}{2} = 1,19 \text{ mcbm}.$$

als zutreffend anzunehmen.

Der Ausschlag der Drucklinie e wird dann $e = 0,0018$ m.

Der Granit an der Lagerfläche der Bolzenunterlage erfährt eine Kantenpressung durch diese Unterlage von

$$\sigma_{\max} = s_k \left(1 + \frac{be}{h}\right),$$

$$= 146 \left(1 + \frac{1,08}{25}\right) \text{ kg/qcm},$$

$$= 152 \text{ kg/qcm},$$

$$\Delta\sigma = 6 \text{ " " "}$$

d) Größe der Abrollung.

Für eine senkrechte Scheitelbewegung c ist der Rollwinkel α (Text-Abb. 22 und 23):

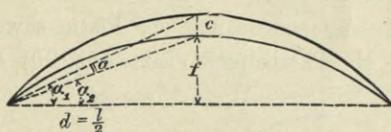


Abb. 22.

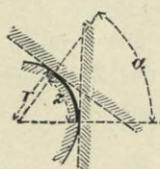


Abb. 23.

$$25) \dots \alpha = \alpha_1 - \alpha_2,$$

worin

$$26) \text{tg} \cdot \alpha_1 = \frac{c+f}{d} \text{ und } \text{tg} \cdot \alpha_2 = \frac{f}{d} \text{ ist.}$$

Durch probeweise Einführung von $c = 15,5$ cm erhält man in vorliegendem Falle mit

$$f = 4,545, \quad d = 25 \text{ cm}, \quad r = 25 \text{ cm}.$$

$$\alpha_2 = 10^\circ 18' 13'' \quad \left. \vphantom{\alpha_2} \right\} \alpha = 0^\circ 20' 38''.$$

$$\alpha_1 = 10^\circ 38' 51'' \quad \left. \vphantom{\alpha_1} \right\}$$

$$x = 0,15 \text{ cm} = 1,5 \text{ mm}.$$

Die Berechnung der Widerlager geschah durch Zeichnung. Sie sind der Drucklinie für Vollbelastung angepaßt. Die Berechnung ist für Vollbelastung und für Eigengewicht unter Berücksichtigung des Auftriebs bei Hochwasser ausgeführt. Für Vollbelastung wird die größte Kantenpressung an dem linken Grundbeton 4,6 kg/qcm, an dem

rechten 5,6 kg/qcm, die Reibungszahl wird bei dieser Belastung in der Bausohle links $\text{tg} \varphi = 0,28$, rechts $\text{tg} \varphi = 0,23$; unter Eigengewicht und mit Hochwasserauftrieb wird die größte Pressung im linken Grundbeton 4,4 kg/qcm, im rechten 5,5 kg/qcm und die Reibungszahl links $\text{tg} \varphi = 0,42$, rechts $\text{tg} \varphi_1 = 0,41$.

Die Reibung, die im letzten Falle gering ist, wird noch unterstützt durch den Gegendruck, den die Mergel- und Kiesbänke an der Hinterseite des Grundbetons ausüben, und zwar am linken Widerlager auf eine Fläche von $9,2 \text{ m} \cdot 2,6 \text{ m} = 23,92 \text{ qm}$, am rechten Widerlager auf eine Fläche von $9,2 \text{ m} \cdot 2,1 \text{ m} = 19,32 \text{ qm}$.

Ausführung der Brücke.

Da geeigneter Sand in der Nähe der Baustelle nicht vorhanden war, wurde Porphyrsand und Kalksand verwandt; ersterer wurde in dem Schwarzwälder Porphyrwerk Schenkenzell durch Quetschen von Porphyrstemen, letzterer aus den Abfällen der Steinbrechmaschine, mittels welcher der Betonschotter aus Steinen des Hauptmuschelkalks hergestellt wurde, gewonnen.

Die angestellten Versuche hatten das bemerkenswerte Ergebnis, daß die mit künstlichem Sand hergestellten Probekörper erheblich größere Festigkeiten ergaben als die mit Normensand hergestellten.

Die Festigkeiten der vorschriftsmäßig hergestellten Probekörper ergaben sich wie folgt:

I. Proben mit Normensand 1:3.

Die Zugfestigkeit betrug

nach 8 Tagen aus 12 Proben im Mittel	22,08 kg/qcm
" 28 " " 20 " " "	24,93 "
" 56 " " 9 " " "	26,03 "
" 90 " " 6 " " "	29,10 "

II. Proben mit Porphyrsand von Schenkenzell.

Die Zugfestigkeit betrug

nach 8 Tagen aus 2 Proben im Mittel	35,30 kg/qcm
" 14 " " 4 " " "	35,20 "
" 28 " " 10 " " "	36,04 "
" 90 " " 11 " " "	42,03 "

III. Proben mit Muschelkalksand auf der Baustelle hergestellt.

Die Zugfestigkeit betrug

nach 14 Tagen aus 4 Proben im Mittel	32,4 kg/qcm
" 28 " " 4 " " "	36,6 "
" 56 " " 3 " " "	40,9 "

Der Portlandzement aus der Stuttgarter Zementfabrik Blaubeuren war von besonders feiner Mahlung.

In der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule in Stuttgart durch Baudirektor v. Bach mit demselben Zement vorgenommene Versuche hatten folgendes Ergebnis:

Die Siebprobe ergab 0,1 vH. Rückstand im Siebe von 900 Maschen und 13 vH. Rückstand im Siebe von 4900 Maschen. Die Druckfestigkeit von Würfeln von 7/7/7 cm aus 1 kg Zement, 3 kg Porphyrsand, 10 vH. Wasser war nach 1 Tag unter Wasser und 6 Tagen in der Luft aus 5 Proben 268,8 kg/qcm. Die Zugfestigkeit nach 7 Tagen war im Mittel 31,5 kg/qcm, während für die gleichen Würfel aus 1 kg

Zement, 3 kg Normensand nach 7 Tagen die Druckfestigkeit 218,2 kg/qcm, die Zugfestigkeit 21,15 kg/qcm betrug.

Der künstlich hergestellte Sand enthält bis zu $\frac{1}{4}$ Teil sehr feines Pochmehl; es wurde noch untersucht, ob diese Beimengung die Festigkeit beeinträchtigt und sonach der Sand zu waschen sei. Die in der Versuchsanstalt der Zementfabrik Blaubeuren gemachten Proben hatten folgendes Ergebnis. Es betragen:

1. Die Zugfestigkeit der Probekörper nach den Normen ermittelt

a) bei der Mischung 1 Teil Zement, 3 Teile gewaschener Porphyrsand

nach 7 Tagen aus 12 Proben 33,05 kg/qcm

„ 28 „ „ 6 „ 40,04 „

b) bei der Mischung 1 Teil Zement, 3 Teile ungewaschener Porphyrsand aus je 4 Proben nach Tagen:

7 14 28 90

33,4 kg/qcm, 36,6 kg/qcm, 40,2 kg/qcm, 48,9 kg/qcm.

2. Die Druckfestigkeit Mischung 1:3

a) Porphyrsand gewaschen, Würfel von 50 mm Seite, mit dem Hammerapparat hergestellt aus je 2 Proben nach 7 Tagen 162 kg/qcm, nach 28 Tagen 222 kg/qcm;

b) Porphyrsand ungewaschen, Würfel 50 mm Seite, aus je 2 Proben nach 7 Tagen 162 kg/qcm, nach 14 Tagen 189 kg/qcm, nach 28 Tagen 211 kg/qcm.

Aus diesen Versuchen geht die beachtenswerte Tatsache hervor, daß erstens der künstlich durch Quetschen von Porphyrsteinen, ja auch von Kalksteinen erzeugte Sand viel größere Festigkeiten ergibt als reiner Quarzsand (Normensand), zweitens, daß die Beimengung des Pochmehls keinerlei Nachteile mit sich bringt. Es ist dieses Ergebnis von großer Bedeutung, wo es an natürlichem Sand mangelt, aber Steine und Steinbrechmaschinen zur Verfügung stehen.

Die Gründung der Brücke wurde im Spätherbst 1899 bewirkt; sie geschah in offener Schachtzimmerung, wobei eine 14pferdige Lokomobile das mit 30 Liter/Sek. von allen Seiten zuströmende Wasser bewältigen konnte. Der Beton wurde mittels einer Mischmaschine von Kuntz in Kempten, welche sich sehr bewährte, absatzweise senkrecht zur Drucklinie in 10 bis 15 cm dicken wagerechten Lagen eingestampft; die Schalungen für die Absätze wurden jeweils sofort nach dem Abbinden des Betons entfernt. Die tägliche Leistung schwankte zwischen 45 bis 75 cbm.

Das Lehrgerüst, auf Pfählen ruhend, ist für eine Beanspruchung des Holzes von 80 kg/qcm berechnet und mit Spindeln zum Ablassen ausgestattet worden; es erforderte rd. 100 cbm Holz oder für 1 cbm Gewölbebeton rd. 0,38 cbm. Es wurde mit Rücksicht auf das Schwinden des Holzes während der Bauausführung und der bei der Ausschalung zu erwartenden Scheitelsenkung wegen um 200 mm erhöht. Die Scheitelsenkung infolge Zusammenpressung des Betons bei der Ausschalung allein war zu 20 mm berechnet worden.

Bei dem Lehrgerüst wurde die bemerkenswerte Erfahrung gemacht, daß Holz senkrecht zur Langfaser weit weniger beansprucht werden darf, als dies in der Richtung der Faser zulässig ist. Die eisernen Platten der Gerüstspindeln bissen sich während des Betonierens bis zu 3 cm stark in das Holz ein, so daß die Enden der Schwellen

zwischen den Spindeln und den Jochpfählen bzw. zwischen den Spindeln und den Langschwellen des Gerüsts aufsprangen. Dabei war die Pressung auf 1 qcm allerdings für die unteren Schwellen 80 kg, für die oberen nur 45 kg. Um einer gänzlichen Zerstörung der Schwellen vorzubeugen, wurden, nachdem etwa $\frac{2}{3}$ des Gewölbebetons eingebracht war, Holzstempel neben den Spindeln angebracht, worauf das weitere Einbeißen aufhörte. Bei der Ausschalung wurden die Stempel mit leichter Mühe durch Durchsägen vor dem Ablassen der Spindeln entfernt. Es scheint, daß der Einsturz der Isarbrücke in München während des Betonierens durch ähnliche Umstände herbeigeführt wurde.

Die sichtbaren Teile der Brücke wurden in gehobelten und geölten Schalungen gleichzeitig mit dem Kern der Bau-massen eingestampft. Die Kunststeine, Gesimsplatten, Kragsteine und Brüstungsquader wurden auf der Baustelle in besonderem Werkschuppen hergestellt und dann versetzt. Die 270 cbm Beton des Gewölbes wurden in neun Tagen in der Zeit vom 25. Juli bis 3. August auf fliegenden Gerüsten mittels Schubkarren auf Dielenbahnen eingebracht. Dabei wurden zunächst und zwar in gleichen Abständen vom Scheitel auf beiden Gewölbehälften die in den Steinen durch glatte Quader hervorgehobenen Binderschichten zwischen einfachen Schalungen betoniert, hierauf wurde der Beton der Zwischenräume eingestampft; so wurde eine gleichmäßige Belastung des Lehrgerüsts erreicht. Der Schluß erfolgte an den Gelenken und zuletzt an den Bruchfugen. Dem Betonieren des Gewölbes folgte dasjenige der Ortpfeiler, der Entlastungspfeiler und der Fahrbahn, sowie das Versetzen der Kunststeine. Die Ausschalung konnte erst acht Wochen nach Gewölbeschluß am 28. August erfolgen, da erst zu diesem Zeitpunkte die Übermauerung vollendet und so das Gewölbe symmetrisch belastet war. Die Schalungen der mittels verschiedenartiger gepochter Steine von entsprechender Farbe in Granit und Buntsandsteinnachahmung hergestellten Stirnen wurden schon nach 24 Stunden entfernt und die bloßgelegten Stirnen dann mit Wasser kräftig abgebürstet; hierdurch wurde der noch nicht erhärtete Zement ausgewaschen und der Ansicht das Korn von Stein gegeben.

Im ganzen erforderte die Brücke an Beton für die

Gründung . . .	850 cbm,	1 Zement,	3 Sand,	6 Kies,
Gewölbe . . .	270 „	1 „	2 $\frac{1}{2}$ „	5 Schotter,
Fahrbahn . . .	72 „	1 „	2 $\frac{1}{2}$ „	5 „
Ortpfeiler . . .	116 „	1 „	3 „	6 „
Entlastungspfeiler	46 „	1 „	3 „	6 „
Stirnen	26 „	1 „	4 „	— „
Zementkunststeine	60 „	1 „	2 „	4 „

zusammen 1440 cbm Beton mit rd. 300 t Zement. Die Geländerpfosten aus I-Eisen sind in die Gehwegplatten einbetoniert.

Absenkung, Probebelastung, dauernde Bewegungen und Verkehrsübergabe der Brücke.

Die Bewegungen des Scheitels und der Kämpfer wurden bis zur Entfernung des Lehrgerüsts durch Zeigerwerke mit zehnfacher Übersetzung, später durch Nivellieren beobachtet. Die Absenkung erfolgte durch zweimaliges Nachlassen der Spindeln, um je $\frac{1}{4}$ Umdrehung im Scheitel beginnend und zu beiden Seiten nach den Kämpfern fortschreitend, und durch

einmaliges Nachlassen in gleicher Weise um 1/2 Umdrehung, worauf das Gewölbe sich vom Lehrgerüst löste.

Es betrug die Senkung im Scheitel

	flußauf		flußab	
	einzel	zus.	einzel	zus.
während der Gewölbebetonierung				
vom 25. Juni bis 3. Juli . . .	57,1	57,1	67,8	67,8
nach Gewölbeschluß vom 3. Juli				
bis 28. August	9,6	66,7	10,3	78,1
während des Ablassens				
28. August	12,1	78,8	12,5	90,6
nach dem Ablassen 28. August				
1900 bis 1. April 1901 . . .	26,9	105,7	31,3	121,9

Damit hatte das Gewölbe seine größte Senkung seit Gewölbeschluß erreicht. Sie betrug 48,6 mm aufwärts, 64,1 mm abwärts.

Die größere einseitige Senkung flußabwärts mag der größeren Nachgiebigkeit des Lehrgerüsts und dem Umstand

Fürsten von Hohenzollern abgenommen und dem Verkehr in feierlicher Weise übergeben. Irgend welche Mängel haben sich bislang an der Brücke, welche schon mehrere große Hochwasser aufgenommen hat, nicht gezeigt. Die ganze Bauarbeit hat für die Gründung 3 Monate, für die übrige Ausführung 7 1/2 Monate Bauzeit erfordert.

Baukosten, Bauunternehmer und Bauleitung der Brücke.

Die Gesamtkosten der Brücke betragen . . .	70340 M.
Hiervon entfallen auf	
Gründung 21 410 M	} Sachliche Kosten . . . 57851 ,,
Aufbau 36 441 M	
Nebearbeiten und	} Nebenkosten . . . 12489 ,,
Notbrücke . . . 7639 M	
Entwurf und Bauleitung . . . 4850 M	



Abb. 24. Tafel an der Erinnerungs-Pyramide.

zuzuschreiben sein, daß diese Seite fast genau südlich, die Seite flußaufwärts fast genau nördlich von der Sonne bestrahlt wird.

Die weiteren Messungen ergaben folgende Bewegungen des Scheitels:

	aufwärts	abwärts
vom 1. April bis 3. Juni Hebung . . .	13 mm	13 mm
„ 3. Juni 1901 bis 30. Januar 1902		
Senkung	20 „	29 „
„ 31. Januar bis 21. Mai Hebung . . .	16 „	13 „

Die Schwingungen vom Sommer zum Winter auf und abwärts betragen sonach rd. 3,4 bis 4,2 cm im Scheitel.

Die tatsächliche Senkung des Scheitels infolge Eigengewichtes betrug vom Augenblick des Gewölbeschlusses bis nach dem Ablassen aufwärts 21,7 mm, abwärts 22,8 mm. An den Kämpfern zeigten sich so geringfügige Bewegungen, daß diese nicht durch Ablesung festgestellt werden konnten.

Bei einer Probelastung mit der 6500 kg schweren Pferdewalze im Oktober 1900 und mit der 16000 kg schweren Dampfwalze im Mai 1901 zeigte die Brücke federnde Schwankungen, welche einen Ausschlag von weniger als 1 mm gaben; dauernde Senkungen ergaben sich dabei nicht.

Am 23. Oktober wurde die Brücke und Straße in Gegenwart der Vertreter Preußens, Württembergs und des

Im einzelnen kosteten

die Gründung 21410 M oder bei 850 cbm Widerlagerbeton	rd. 25,— M,
das Lehrgerüst für Schalung 4964 M oder bei 270 cbm Gewölbebeton	18,25 ,,
die Stirnschalungen 2171 M oder bei 530 cbm Gewölbe, Ortpfeiler, Entlastungspfeiler, Fahrbahn (ohne Kunststeine)	4,— ,,
die Kunststeine 3536 M oder bei 60 cbm	59,— ,,
der betonierte Aufbau 16543 M oder bei 530 cbm Beton der Gewölbe, Ortpfeiler, Entlastungspfeiler und Fahrbahn	30,40 ,,
die Gelenke 5550 M samt Versetzen	27 M für 100 kg
das Geländer 2403 M, 103 m = 4700 kg, 51 M für 100 kg	
die Asphalt- und Eisenarbeiten	1274 M.

Es entfallen

auf 1 qm Fahrbahn und Gehwege		Sachl. Kosten	Gesamtkosten
lang	hoch		
55,6	· 5,5 = 305,8 qm	189,— M	230,— M,
auf 1 qm Längenschnitt zwischen den Widerlagerhinterkanten		Sachl. Kosten	Gesamtkosten
lang	hoch		
76,9	· 13,8 = 1061 qm	54,50 M	66,30 M,

auf 1 qm Ansichtsfläche zwischen den Böschungskegeln der
Fahrbahn und Flußsohle

lang	breit	Sachl. Kosten	Gesamtkosten
55,6	7,82	= 402 qm 143,90 <i>M</i>	175,— <i>M</i> ,
auf 1 cbm der gesamten Betonmasse			
1440	cbm	40,— <i>M</i>	48,80 <i>M</i> .

Verbraucht wurden für 1 qm nachgeahmter Ansichtsfläche der verschiedenen Arten: roter Farbzement 3,22 kg, roter Rusel 47 kg, weißer Rusel 58 kg. Der Straßenbau kostete 63 660 *M*. Von den Gesamtkosten mit 134 000 *M* tragen der preußische Staat 7500 *M*, der hohenzoll. Landeskommunalverband 20 000 *M*, der Fürst von Hohenzollern 5000 *M*, der württembergische Staat 101 500 *M*.

Die Ausführung der Brücke geschah durch die Unternehmung Waiß u. Freytag in Neustadt a. d. Haardt unter Leitung ihres Regierungs-Baumeisters Rößle, die Gelenke lieferte die Fürstl. Hohenzollersche Maschinenfabrik Immendingen, das

Geländer der Geländerfabrikant Häberle in Tuttlingen, den Portlandzement für die Gründung das württembergische Zementwerk Lauffen a. N., den Portland- und Farbzement für den Aufbau die Stuttgarter Zementfabrik Blaubeuren, den roten und weißen Rusel lieferte E. Schwenk in Ulm.

Der Entwurf zur Straße und Brücke wurde durch die Regierungs-Baumeister Karl Bossert und Adolf Göller aufgestellt, die örtliche Bauleitung, die Nachprüfung der Berechnung und die vergleichende Berechnung der Gelenke war dem Regierungs-Baumeister Friedrich Probst übertragen.

Die Oberleitung für Entwurf und Ausführung lag in den Händen des Verfassers.

Zur Erinnerung an die Aufhebung der Flößerei und an den Straßen- und Brückenbau wurde eine Pyramide errichtet mit zwei Inschriftentafeln, deren eine (Text-Abb. 24) die wichtigsten Angaben über den Brückenbau nebst einem Längenschnitt im Maßstab 1:50 zeigt.



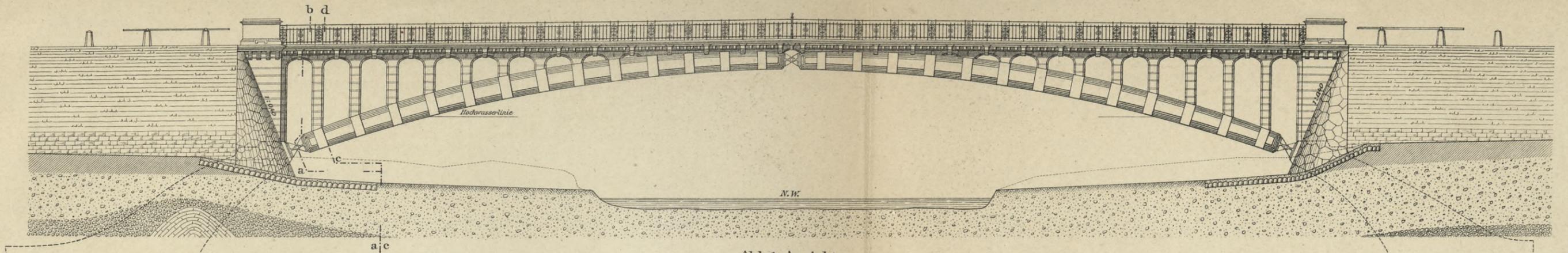


Abb. 1. Ansicht.

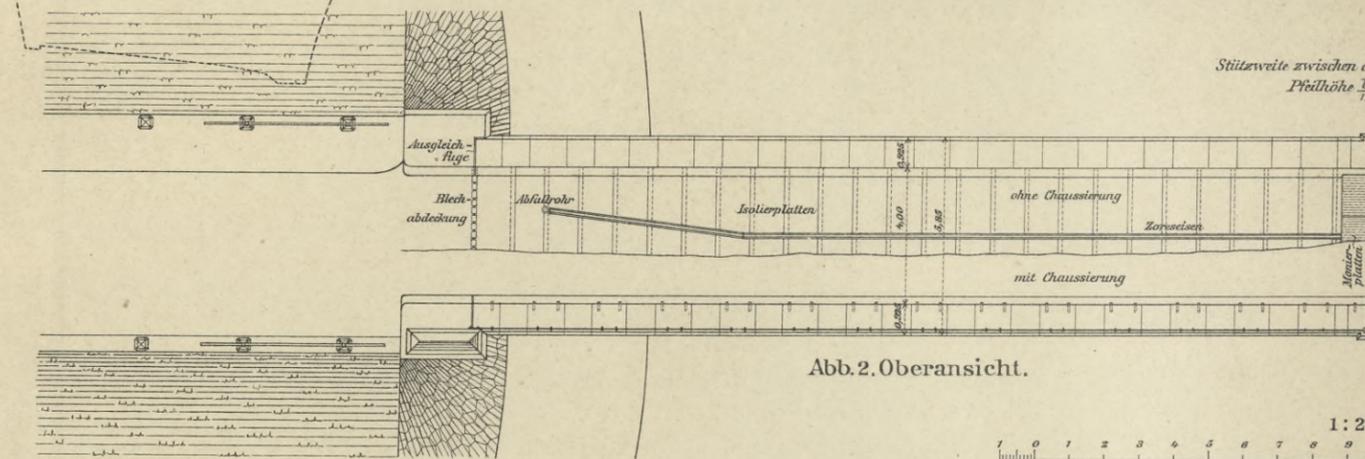


Abb. 2. Oberansicht.

Stützweite zwischen den Gelenken $l = 50 \text{ m}$
 Pfeilhöhe $\frac{l}{11} = 4,545 \text{ m}$

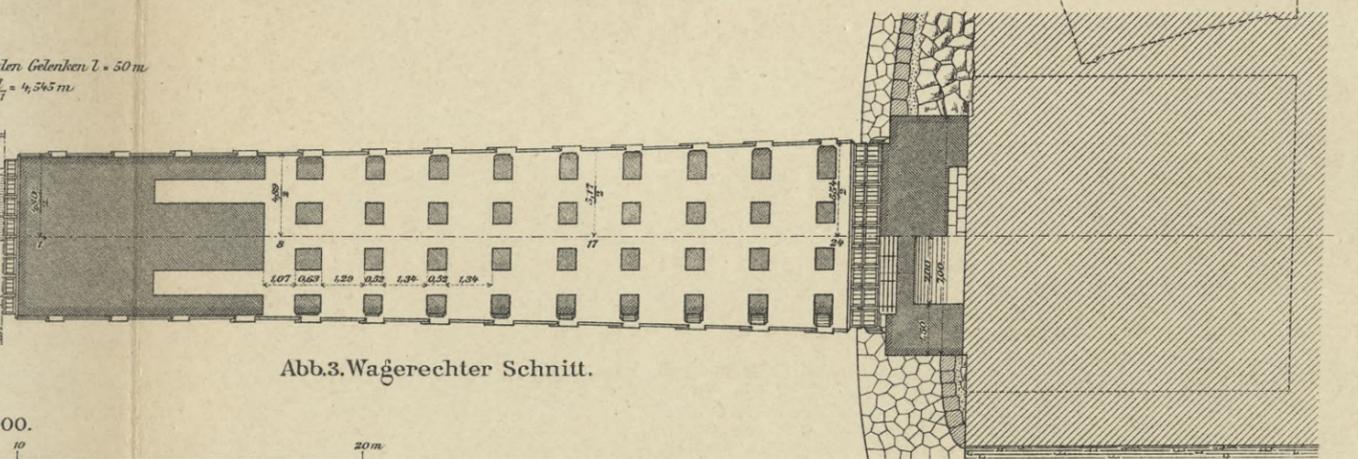


Abb. 3. Wagerechter Schnitt.

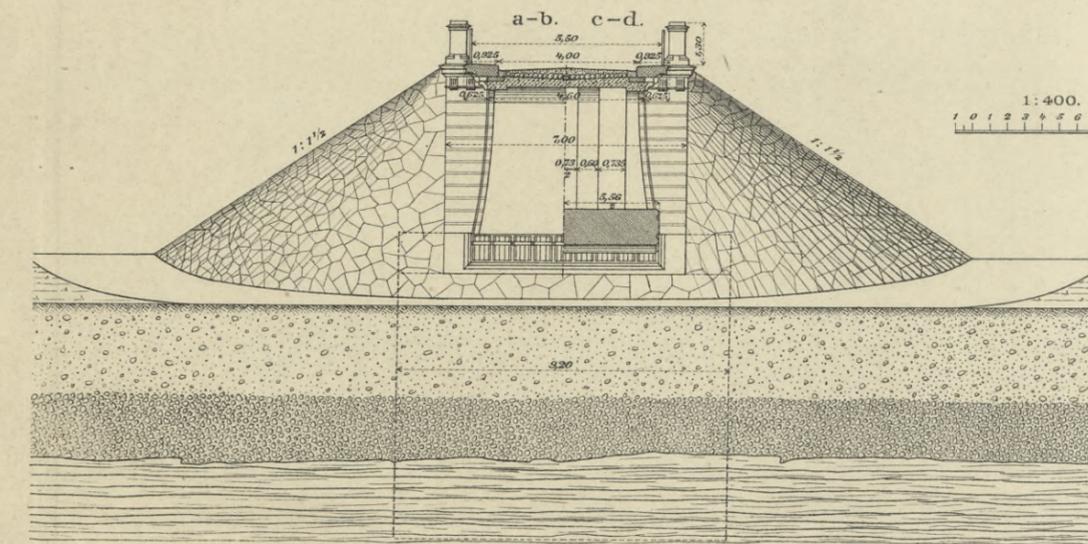


Abb. 4. Querschnitt.

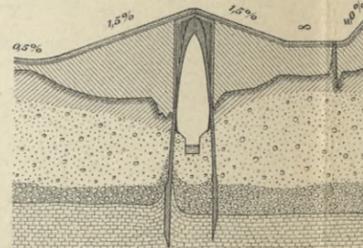


Abb. 6. Längenschnitt.
 1:400 Ed.Höhen, 1:10 000 Ed.Längen.



Abb. 7. Lageplan. 1:10 000.

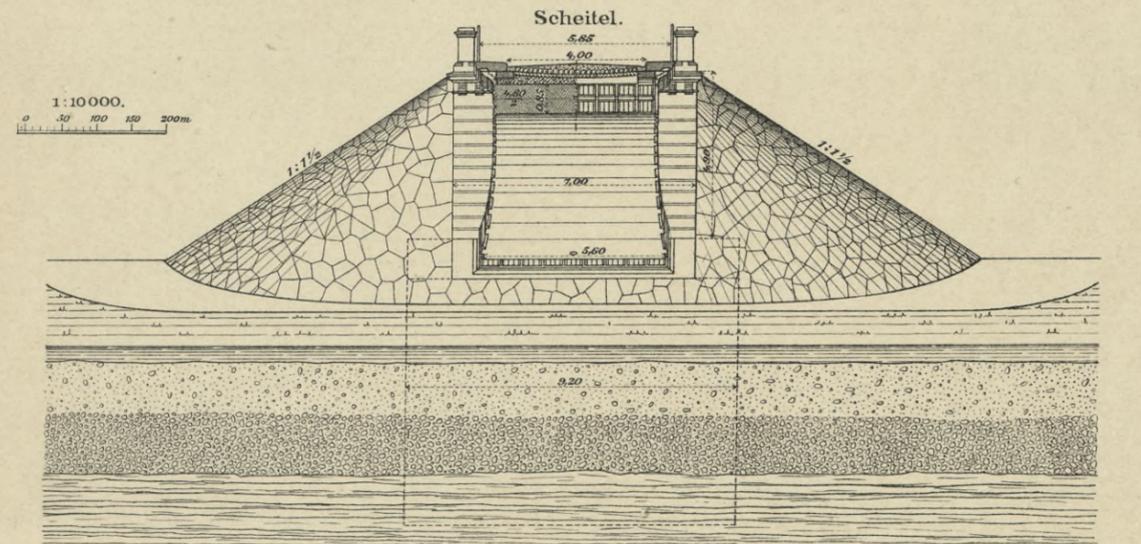


Abb. 5. Querschnitt.

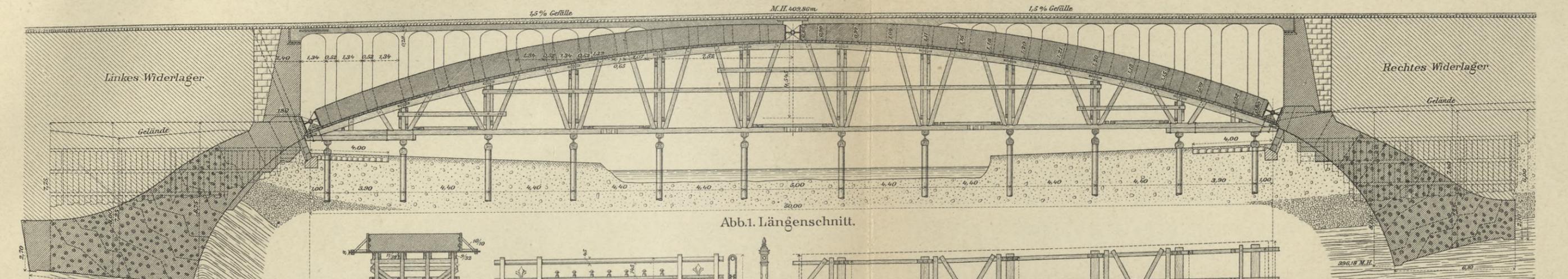


Abb. 1. Längenschnitt.

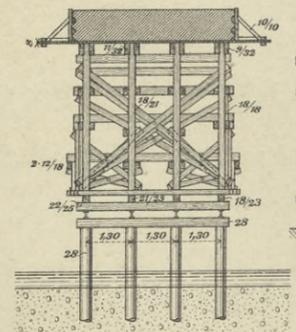


Abb. 2. Querschnitt.

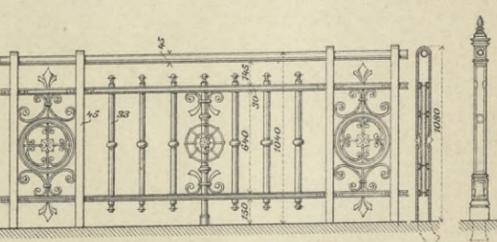


Abb. 3. Schmiedeeisernes Geländer. 1:10.

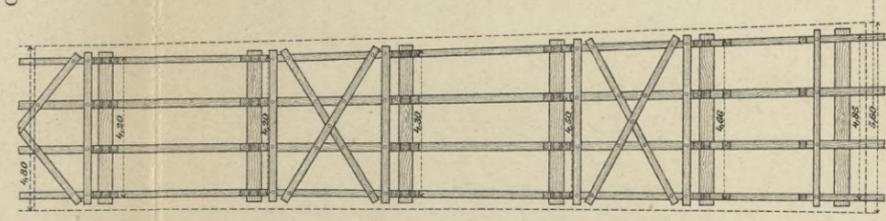
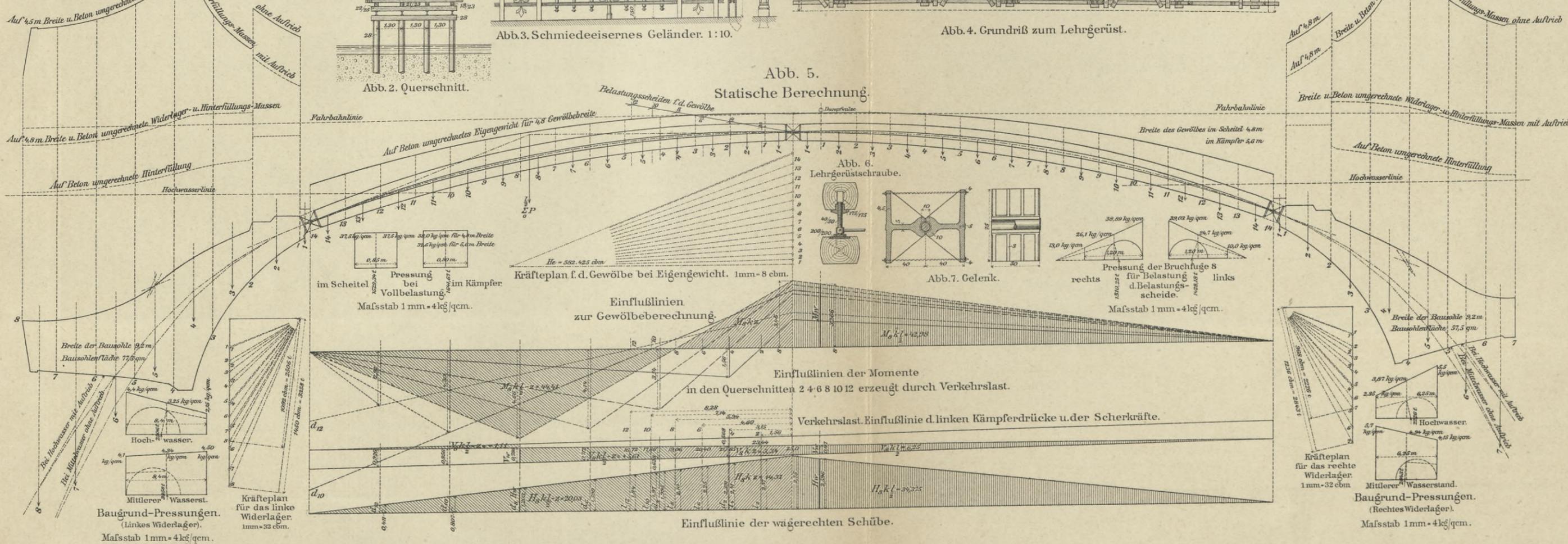
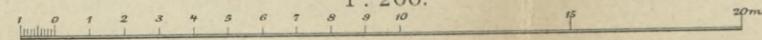


Abb. 4. Grundriß zum Lehrgerüst.

Abb. 5. Statische Berechnung.



1 : 200.



६१

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W

Die Donaubrücke bei Inzigkofen
in Hohenzollern,
Betonbrücke mit offenen Gelenken

von
Max Leibbrand,
Landesbaurat in Sigmaringen.

Mit 2 Kupfertafeln und 9 Abbildungen im Text.
gr. 4°. 1896. Preis 2 Mark.

Leitfaden
für das Entwerfen und die Berechnung
gewölbter Brücken.

Von
G. Tolkmitt.

Zweite Auflage
durchgearbeitet und erweitert

von
A. Laskus,
Regierungs-Baumeister.

Mit 37 Abbildungen. gr. 8°. 1902.
Preis geheftet 5 Mark, in Leinen gebunden 6 Mark.

Betonbrücke mit
über die Eyach bei Im

Von

Max Leibbrand,
Landesbaurat in Sigmaringen.

Mit 10 Abbildungen im Text und einer Kupfertafel.
gr. 4°. geh. 1898. Preis 2 Mark.

Neuigkeit 1903.

Soeben ist erschienen:

Vorschriften

für das

Entwerfen der Brücken mit eisernem Überbau
auf den
Preussischen Staatseisenbahnen.

Hierzu 5 Textabbildungen.

Eingeführt durch Erlaß vom 1. Mai 1903 — ID 3216.

Nebst einem Anhang
enthaltend

Hilfswerte zur wesentlichen Vereinfachung
und Erleichterung der Berechnung

von

F. Dircksen.

Mit 3 Abbildungen. Reichsformat 24 Seiten geheftet.
Preis 1 Mark. Bei postfreier Zusendung 1,10 Mark.

Die **Gropius'sche Buch- und Kunsthandlung, Berlin W₆₆**, Wilhelmstraße 90
liefert nachfolgende Neuigkeiten der Betonliteratur:

Berger und Guillerme, Ciment armé, mit Atlas	36,—	Könen, Grundzüge für die statische Berechnung d. Beton-Eisenbauten	1,—
Cement und Beton, I. Jahrgang 1903, pro Jahr	8,—	Morel, Le ciment armé et ses appli- cations	2,50
(bringt in diesem Jahrgange Deutsche Ausgabe von Christophe, Béton armé)		Naske, Portland-Zementfabrikation	10,—
Christophe, Le Béton armé	22,50	Ritter, Bauweise Hennebique	1,50
Considère, Zement-Eisen-Konstruktionen	1,60	Taschenbuch für die Stein- u. Zement- Industrie 1903	3,50
Dieck, Mörtel	1,—	Turley, Berechnung armerter Beton- Konstruktionen	1,—
Emperger, Neuere Bauweisen aus Beton und Eisen, I. Jahrgang 1902, 5 Hefte	25,—	Walter und Weiske, Berechnung von Träger und Stützen aus Beton	2,—
— Beton und Eisen, II. Jahrgang 1903, 4—5 Hefte	22,—	Wayß und Freytag, Der Beton-Eisenbau, geb.	6,—
Finkelstein, Armierter Beton (System Hennebique)	2,—		

Buchdruckerei des Waisenhauses in Halle a. S.

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000303957